

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Umum

Pekerjaan pondasi merupakan salah satu pekerjaan yang paling utama dalam sebuah pembangunan proyek. Hal yang perlu diketahui dalam perencanaan pondasi untuk sebuah konstruksi yaitu menentukan keadaan tanah, maka dapat diketahui tipe pondasi yang sesuai untuk proyek tersebut.

Proyek pembangunan RSUD RA Basuni Kabupaten Mojokerto ini menggunakan pondasi tiang pancang. Peranan pondasi tiang pancang yaitu untuk memikul berat bangunan apabila letak tanah kerasnya sangat dalam. Untuk mengetahui kedalaman lapisan tanah keras yaitu melalui data uji sondir atau *Dutch Cone Penetration Test* (DCPT).

Letak proyek pembangunan RSUD RA Basuni Kabupaten Mojokerto ini bersebelahan dengan tepian Sungai Brantas dan pemukiman warga. Pemasangan tiang pancang yang sesuai dengan kondisi tersebut ialah menggunakan sistem hidrolik (*Hydraulic Jack In*) dimana system tersebut tidak menimbulkan getaran dan bebas dari kebisingan.

2.2 Jenis-jenis Pondasi

Jenis-jenis pondasi dibedakan, (Pamungkas, 2013) :

1. Berdasarkan bahan yang dipakai
 - a. Pondasi batu bata
 - b. Pondasi batu kali/karang
 - c. Pondasi beton
2. Berdasarkan bentuk dan kedalaman
 - a. Pondasi dalam
 - b. Pondasi dangkal
3. Berdasarkan beban yang dipikul
 - a. Pondasi : menanggung beban vertical
 - b. Turap : menanggung beban horizontal

2.3 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal merupakan pondasi yang memikul beban secara langsung.

2.3.1 Pondasi Batu Kali

Pondasi batu kali biasanya hanya dipakai untuk konstruksi yang tidak berat, seperti pagar, rumah tinggal sederhana yang tidak bertingkat. Seluruh beban atap/beban bangunan umumnya dipikul oleh kolom dan dinding, diteruskan ke tanah melalui pondasi menerus sepanjang dinding bangunan (Pamungkas, 2013).

2.3.2 Pondasi Tapak Dari Beton Bertulang

Pondasi tapak beton bertulang digunakan pada bangunan bertingkat yang jumlah tingkatnya tidak terlalu banyak. Daya dukung tanahnya juga tidak terlalu jelek.

2.4 Pondasi Dalam

Pondasi yang memikul dan menahan suatu beban konstruksi yang bekerja di atasnya serta menyalurkan tegangan-tegangan yang terjadi pada konstruksi atas kedalam lapisan tanah yang keras.

2.4.1 Pondasi Tiang Pancang

Tiang pancang adalah bagian – bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton, dan / atau baja, yang digunakan untuk meneruskan (mentransmisikan) beban – beban permukaan ke tingkat – tingkat permukaan yang lebih rendah dalam massa tanah (Joseph E. Bowles, 1993).

Pemakaian pondasi tiang pancang yaitu untuk suatu bangunan yang apabila tanah dasar di bawah bangunan tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul beban-beban, atau apabila tanah keras yang letaknya sangat dalam (Sardjono HS, 1991).

2.4.2 Jenis Pondasi Tiang Pancang

Berikut macam-macam pondasi tiang pancang menurut bahan yang digunakan:

- a. Tiang pancang kayu
- b. Tiang pancang beton

- c. Tiang pancang baja
- d. Tiang pancang komposit

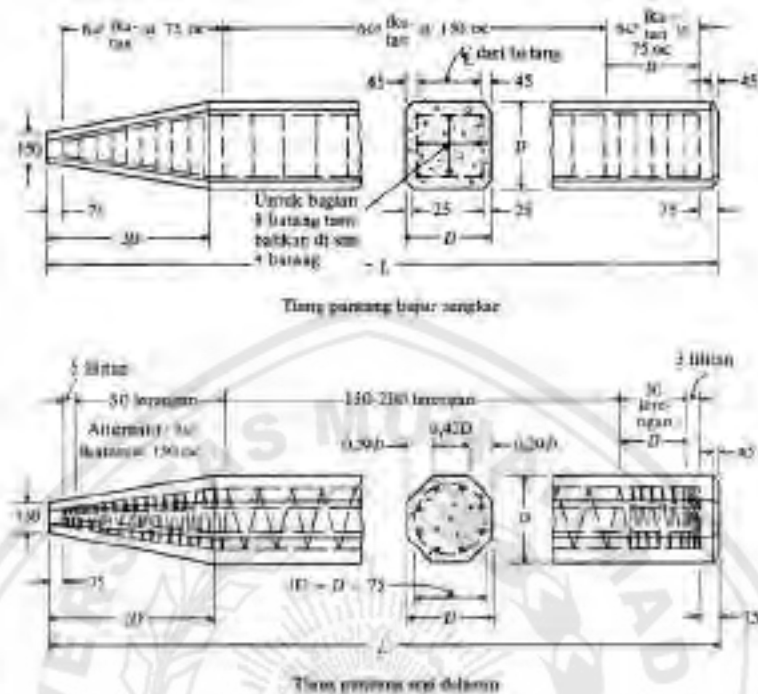
Tiang pancang tipe (a) tersebut merupakan cara paling tua dalam penggunaan tiang pancang sebagai pondasi. Jenis ini cocok untuk daerah rawa dan akan tahan lama apabila keadaannya selalu terendam di bawah permukaan air tanah. Untuk tipe (b) mampu memikul beban lebih besar 50 ton untuk tiap tiangnya. Sedangkan tiang pancang tipe (c) mempunyai kekuatan yang besar, sehingga tidak terlalu dikhawatirkan terjadi patah dalam perjalanan maupun saat proses pemancangan, namun kekurangannya yaitu tidak tahan terhadap korosi. Tipe tiang pancang terakhir yaitu tipe (d) dimana untuk tiang pancang jenis ini adalah gabungan dari dua bahan yang berbeda yang bekerja sama sehingga merupakan satu tiang (Sardjono, HS, 1991).

2.4.3 Tiang Pancang Beton

Terdapat 2 (dua) kategori tiang pancang beton, diantaranya:

- a. Tiang pancang beton pracetak (Precast Pile)
- b. Tiang pancang yang dicor ditempat langsung (Cast-In Place Piles)

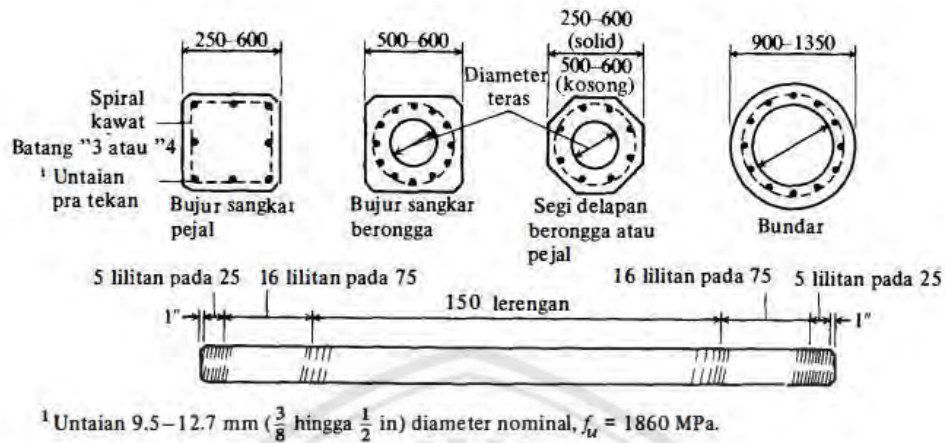
Tiang pancang beton pracetak dibentuk di pabrik pembuatan khusus praction sesuai dengan panjang yang ditentukan serta diberi bahan kimia untuk mempertahankan mutu beton yang kemudian dikirimkan ke tempat konstruksi. Tiang pancang pracetak yang menggunakan penguatan biasa, dibuat untuk tegangan-tegangan lentur selama waktu pengangkutan ke tempat proyek serta untuk menyediakan tahanan yang mencukupi terhadap beban vertikal dan terhadap setiap gaya tegangan yang timbul selama pemancangan. Penguatan tiang pancang minimum sebesar 1 persen (Joseph E. Bowles, 1993).



Gambar 2.1 Jenis Tiang Pancang Beton Pracetak

(Sumber: Joseph E. Bowles, 1993)

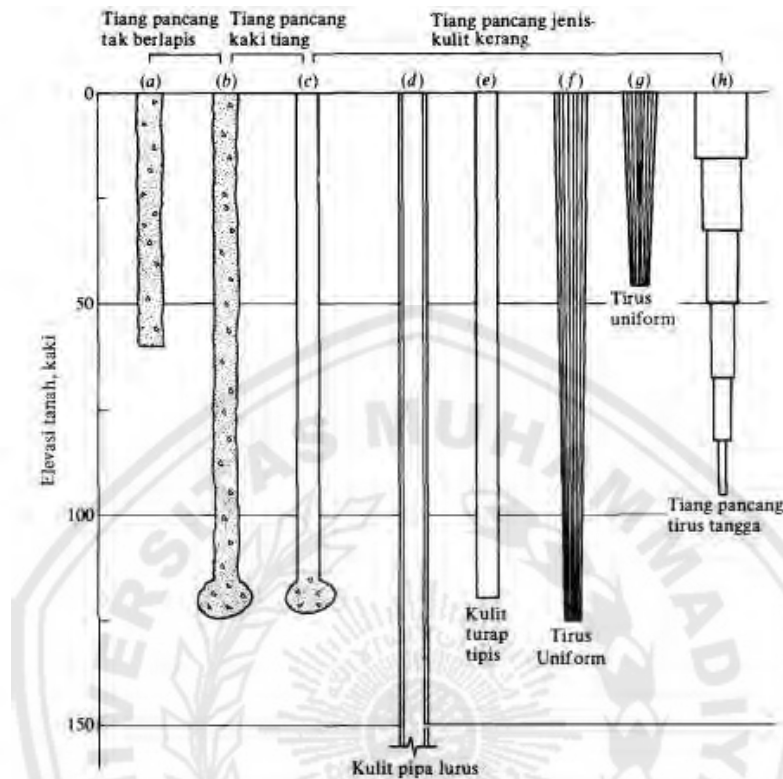
Tiang pancang beton prategang (*prestressed pile*) dibentuk dengan menekan baja berkekuatan tinggi yakni yang mempunyai *fult* sebesar 1705 sampai 1860 Mpa, dengan mempertegangkan kabel-kabel ke suatu nilai pada orde 0,5 sampai 0,7 *fult*, serta dengan tiang-pancang beton di sekitar kabel tersebut. Bila beton mengeras, maka kabel-kabel prategang dipotong dengan gaya tegangan di dalam kabel yang menghasilkan tegangan tekan dalam tiang-pancang beton sewaktu baja tersebut mencoba kembali kepanjang tak teregang (*unstretched length*). Beberapa rayapan (*creep*) dan kehilangan lain termasuk kehilangan yang disebabkan oleh pemendekan aksial dari tiang-pancang karena beban tekan dalam tiang pancang yang disebabkan oleh kabel prategang (Joseph E. Bowles, 1993).



Gambar 2.2 Jenis Tiang Pancang Beton Prategang

(Sumber: Joseph E. Bowles, 1993)

Tiang pancang yang secara langsung dicor di tempat, dibentuk dengan membuat sebuah lobang dengan cara dibor atau dengan cara dibentuk menggunakan sebuah sel ke dalam tanah yang kemudian lobang diisi dengan beton. Beberapa jenis tiang pancang yang dicor di tempat yang pada umumnya tersedia, diantaranya: a) tiang pancang Western tak bercorong; b) pipa tanpa Franki berkaki tiang tak bercorong; c) tiang pancang Franki tiang yang bercorong; d) pipa tanpa sambungan lipat tak berpatri; e) tiang pancang Western yang bercorong; f) tiang pancang bertabung satu atau tiang pancang padu; g) Standar Raymond; h) tiang pancang tirus tangga Raymond. Kedalaman yang diperlihatkan menunjukkan jarak nilai (*range*) yang biasa untuk berbagai tiang pancang, pada Gambar 2.3 (Joseph E. Bowles, 1993).



Gambar 2.3 Jenis Tiang Pancang Yang Dicor Di Tempat

(Sumber: Joseph E. Bowles, 1993)

2.4.4 Pemilihan Jenis Tiang Pancang

Pemilihan tiang pancang, untuk berbagai jenis keadaan tergantung pada banyak variable. Walaupun demikian harus ada indicator yang jelas yang dapat menunjukkan kesesuaian beberapa tipe tiang pancang dengan kondisi-kondisi tertentu (Sardjono, HS, 1988).

Faktor-faktor yang perlu dipertimbangkan di dalam pemilihan tiang pancang menurut Sardjono, HS, 1988 antara lain:

- Tipe dari tanah dasar yang meliputi jenis tanah dasar dan ciri-ciri topografinya
- Jenis bangunan yang akan dibuat
- Alasan teknis pada waktu pelaksanaan pemancangan

2.5 Pembebanan

2.5.1 Beban Mati atau *Dead Load* (DL)

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap plafon tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, klading gedung dan komponen arsitektural dan structural lainnya serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran (SNI 1727-2013).

Tabel 2.1 Berat sendiri bahan bangunan dan komponen gedung

No.	Nama Material	Berat Isi	Satuan
1	Beton bertulang	2400	Kg/m ³
2	Pelapis kedap air	14	Kg/m ²
3	Penutup lantai (tegél)	24	Kg/m ²
4	Adukan semen (spesi)	21	Kg/m ²
5	Urugan pasir	1600	Kg/m ³
6	Plafon dan penggantung	18	Kg/m ³
7	Pasangan 1/2 bata merah	250	Kg/m ²

2.5.2 Beban Hidup atau *Live Load* (LL)

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati (SNI 1727-2013).

Beban hidup yang diketahui beratnya dan sudah tercantum di dalam peraturan-peraturan yang berlaku, maka harus mengikuti ketentuan yang berlaku tersebut. Beban hidup pada lantai gedung untuk lantai sekolah, ruang kuliah, kantor, toko, toserba, restoran, hotel, asrama dan rumah sakit yaitu 250 kg/m² berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG) 1987.

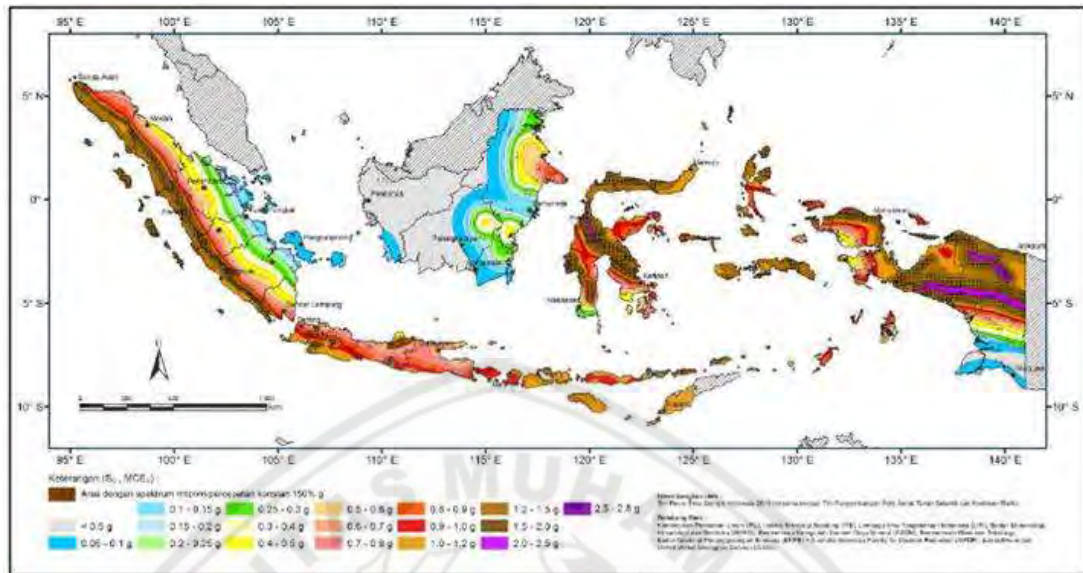
2.5.3 Beban Gempa atau *Earthquake Load* (E)

Beban gempa menurut Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung (PPPURG) 1987 adalah semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa itu. Dalam hal pengaruh gempa pada struktur gedung ditentukan berdasarkan suatu analisa dinamik, maka yang yang diartikan dengan beban gempa di sini adalah gaya-gaya di dalam struktur tersebut yang- terjadi oleh gerakan tanah akibat gempa itu.

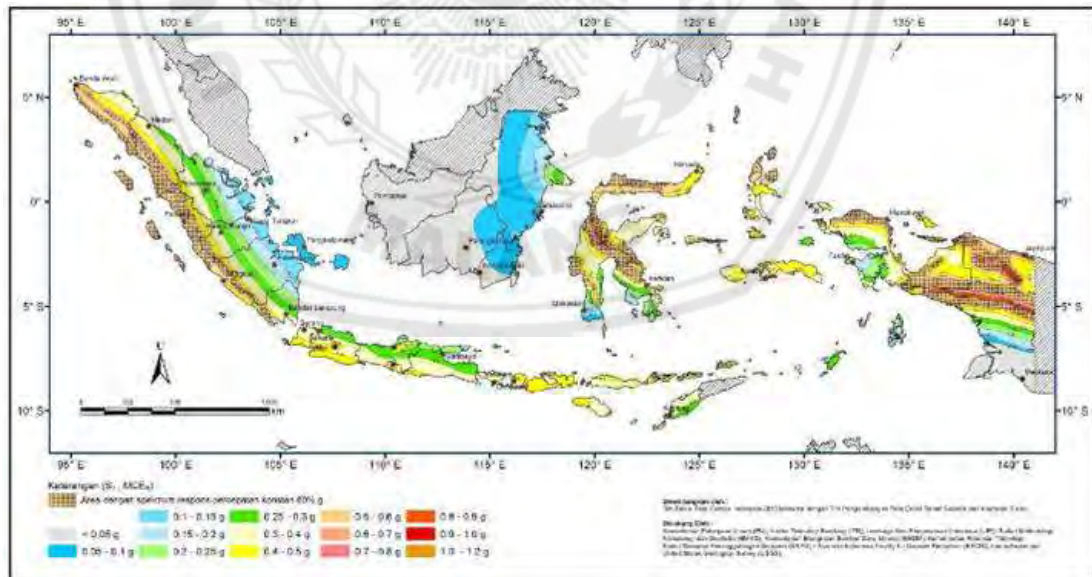
Perencanaan pondasi diperlukan perhitungan gaya gempa untuk mendapatkan reaksi maksimum yang bekerja pada gedung. Perhitungan gaya gempa berdasarkan SNI 1726-2012 tentang “Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung”. Dalam perencanaan ini menggunakan metode statik ekuivalen dalam analisa beban gempa.

2.5.3.1 Peta Gempa yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R)

Menurut SNI 1726-2012, peta-peta gerak tanah seismik dan koefisien risiko dari gempa maksimum yang dipertimbangkan (*Maximum Considered Earthquake*, MCE) yang ditunjukkan pada Gambar 2.4 dan Gambar 2.5, yaitu parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 0,2 detik (S_s) dan parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1,0 detik (S_1).



Gambar 2.4 Ss, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R) Kelas Situs S_B



Gambar 2.5 Ss, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R) Kelas Situs S_B

2.5.3.2 Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan (I_e)

Untuk kategori risiko struktur bangunan gedung dan non-gedung pada tabel 2.2 berikut yang tertera pada SNI 1726-2012

Tabel 2.2 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none">- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan- Fasilitas sementara- Gudang penyimpanan- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none">- Perumahan- Rumah toko dan rumah kantor- Pasar- Gedung perkantoran- Gedung apartemen/rumah susun- Pusat perbelanjaan/mall- Bangunan industri- Fasilitas manufaktur- Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:	III

<ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
--	--

<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi keadaan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi, dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV
---	----

Sumber: SNI 1726-2012

Tabel 2.3 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1.0
III	1.25

IV	1.50
----	------

Sumber: SNI 1726-2012

2.5.3.3 Klasifikasi Situs

Menurut SNI 1726-2012 dalam perumusan kriteria desain seismik suatu bangunan di permukaan tanah atau penentuan amplifikasi besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan untuk suatu situs, maka situs tersebut harus diklasifikasikan terlebih dahulu.

Tabel 2.4 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\overline{V_s}$ (m/detik)	\overline{N} atau \overline{Nch}	$\overline{S_u}$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>50
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralisir $\overline{S_u} < 25$ kPa 		

Sumber : SNI 03-1726 (2012:17)

Tabel 2.4 Lanjutan

Kelas Situs	\overline{Vs} (m/detik)	\overline{N} atau \overline{Nch}	\overline{Su} (kPa)
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> ➤ Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifasi, lempung sangat sensitive, tanah tersementasi lemah ➤ Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) ➤ Lempung berplastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) <p>Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\overline{Su} < 50$ kPa</p>		

2.5.3.4 Koefisien-koefisien Situs dan Parameter-parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum Yang Dipertimbangkan Risiko Tertarget (MCE_R)

Mengacu pada SNI 1726 (2012:21) untuk penentuan respons spectral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada perioda 0,2 detik dan 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran perioda pendek (F_a) dan factor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran perioda 1 detik (F_v). Parameter spectrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.1)$$

$$S_{MI} = F_v S_I \quad (2.2)$$

Keterangan:

S_s = parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda pendek;

S_I = parameter respons spectral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk perioda 1,0 detik.

F_a = koefisien perioda pendek

F_v = koefisien perioda pendek

Penentuan nilai F_a dan F_v dapat dilihat pada Tabel 2.5 dan Tabel 2.6

Tabel 2.5 Koefisien situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respon spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS ^b				

(Sumber : SNI 03-1726,2012:22)

Catatan :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linear
- (b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.

Tabel 2.6 Koefisien situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

(Sumber : SNI 03-1726,2012:22)

Catatan :

- (a) Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier
- (b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik

2.5.3.5 Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan SNI 1726 (2012:22) parameter percepatan spectral desain untuk perioda pendek, S_{DS} dan perioda 1 detik, S_{DI} harus ditentukan melalui perumusan berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.3)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (2.4)$$

2.5.3.6 Spektrum respons Desain

1. Untuk perioda yang lebih lebih kecil dari T_0 , spectrum respons percepatan desain, S_a harus diambil dari persamaan;

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.5)$$

2. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari atau sama dengan T_s , spectrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}
3. Untuk perioda lebih besar dari T_s , spectrum respons percepatan desain S_a diambil dari persamaan:

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad (2.6)$$

Keterangan:

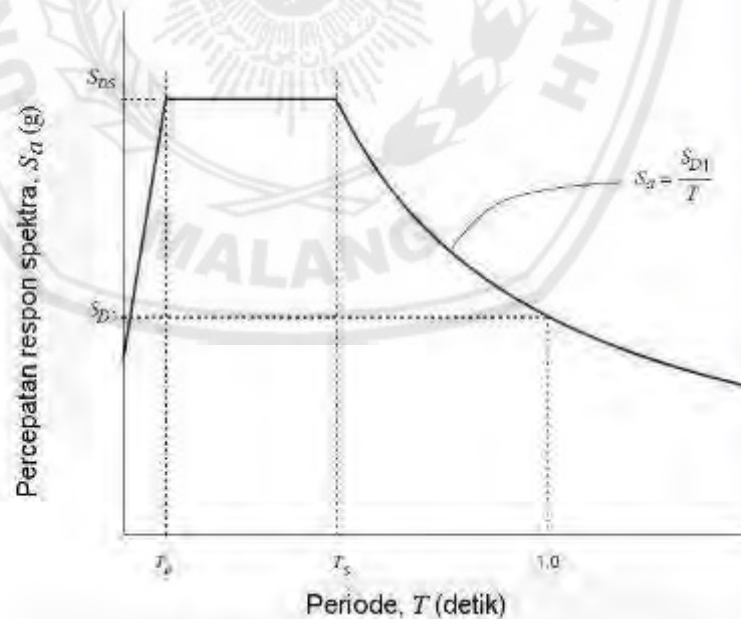
S_{DS} = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda pendek;

$SD1$ = parameter respons spectral percepatan desain pada perioda 1 detik;

T = periode getar fundamental struktur

$$T_0 = 0,2 \frac{SD1}{SDS}$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS}$$



Gambar 2.6 Spektrum respons desain

2.5.3.7 Kombinasi Sistem Perangkai Dalam Arah Yang Berbeda

Berdasarkan SNI 1726 (2012:34) sistem penahan gaya gempa yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya gempa di masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R , C_d , dan Ω_0 harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan system struktur yang termuat dalam Tabel 2.7

Tabel 2.7 Faktor R , C_d , dan Ω_0

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap lekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{h,i}	TI ^h	TI ⁱ
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber: SNI 1726-2012

CATATAN R mereduksi gaya sampai tingkat kekuatan, bukan tingkat tegangan ijin. ^a

^a Faktor modifikasi respons, R , untuk penggunaan pada keseluruhan tata cara.

^b Faktor pembesaran defleksi, C_d , untuk penggunaan dalam 7.8.6, 7.8.7 dan 7.9.2.

TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Dijinkan.

ⁱ Lihat 7.2.5.4 untuk penjelasan sistem penahan gaya gempa yang dibatasi sampai bangunan dengan ketinggian 72 m atau kurang.

^j Lihat 7.2.5.4 untuk sistem penahan gaya gempa yang dibatas sampai bangunan dengan ketinggian 48 m atau kurang.

^k Rangka pemikul momen biasa diijinkan untuk digunakan sebagai pengganti rangka pemikul momen menengah untuk kategori desain seismik B atau C.

^l Harga tabel faktor kuat-lebih, Ω_0 , diijinkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah untuk struktur dengan diafragma fleksibel, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 2.0 untuk segala struktur, kecuali untuk sistim kolom kantilever.

^m Lihat 7.2.5.6 dan 7.2.5.7 untuk struktur yang dikenai kategori desain seismik D atau E.

ⁿ Lihat 7.2.5.6 dan 7.2.5.7 untuk struktur yang dikenai kategori desain seismik F.

^o Rangka baja dengan bresing konsentris biasa baja diijinkan pada bangunan satu tingkat sampai ketinggian 18 m di mana beban mati atap tidak melebihi 0,96 kN/m² dan pada struktur griya tawang.

- ¹ Penambahan ketinggian sampai 13,7 m diijinkan untuk fasilitas gudang penyimpanan satu tingkat.
- ² Dinding geser didefinisikan sebagai dinding struktural.
- ³ Definisi "Dinding Struktural Khusus", termasuk konstruksi pra cetak dan cetak di tempat.
- ⁴ Definisi "Rangka Momen Khusus", termasuk konstruksi pra cetak dan cetak di tempat.
- ⁵ Secara berurutan, efek beban gempa dengan kuat lebih E_{el} , diijinkan berdasarkan perkiraan kekuatan yang ditentukan sesuai dengan tata cara yang berlaku.
- ⁶ Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembuatan harus dibatasi untuk bangunan dengan tinggi satu lantai sesuai dengan tata cara yang berlaku.

2.5.3.8 Periode fundamental pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (2.7)$$

Keterangan:

h_n adalah ketinggian struktur, dalam (m), di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, dan koefisien C_t dan x ditentukan dari Tabel 2.9

Tabel 2.8 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, S_{DI}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,3	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726-2012

Tabel 2.9 Nilai parameter perioda pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua system struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Sumber: SNI 1726-2012

Sebagai alternative, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momenn beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m :

$$T_a = 0,1 \quad (2.8)$$

Keterangan:

N = jumlah tingkat

2.5.3.9 Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726 (2012:54), geser dasar seismic, V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan sebagai berikut.

$$V = C_s \cdot W \quad (2.9)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respon seismic yang ditentukan

W = berat seismik efektif

2.5.3.10 Perhitungan koefisien respons seismik

Menurut SNI 1726 (2012:54) koefisien respon seismik, C_s harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$C_s = \frac{SDS}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.10)$$

Keterangan:

SDS = Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang perioda pendek

R = faktor modifikasi respon

I = faktor keutamaan gempa

2.5.3.11 Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726 (2012:57), gaya gempa lateral (F_x) (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V \quad (2.11)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.12)$$

Keterangan:

C_{vx} = Faktor distribusi vertikal

V = Gaya lateral desain total geser di dasar struktur,

W_i dan W_x = Bagian berat seismic efektif total struktur (W) yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = Tinggi dari dasar sampai dengan perioda struktur sebagai berikut:

- Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 0,5 detik atau kurang, $k = 1$

- Untuk struktur yang mempunyai perioda sebesar 2,5 detik atau lebih, $k = 2$
- Untuk struktur yang mempunyai perioda antara 0,5 detik dan 2,5, k harus sebesar 2 atau harus ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2

2.5.4 Beban Kombinasi Terfaktor

Suatu perencanaan struktur bangunan gedung dan non-gedung menggunakan kombinasi pembebanan berdasarkan metode ultimit dan metode tegangan ijin sesuai dengan acuan SNI 03-1726-2012.

Tabel 2.10 Kombinasi Beban untuk Metode Ultimit dan Metode Tegangan Ijin

Beban	Metode Ultimit	Metode Tegangan Ijin
Beban Mati	1,4 D	D
Beban Hidup	1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr atau R)	D + L D + (Lr atau R) D + 0,75 L + 0,75 (Lr atau R)
Beban Angin	1,2 D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5 W) 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr atau R)	0,6 D + 0,6 W 0,6 D + 0,7 E D + (0,6W atau 0,7 E) D + 0,75 (0,6 W atau 0,7 E)
Beban Gempa	1,2 D + 1,0 E + L 0,9 D + 1,0 E	D + 0,75 (0,6 W atau 0,7 E) D + 0,75 (0,6 W atau 0,7 E)

Sumber: SNI 1726-2012: 15–16

2.6 Uji Penetrasi Kerucut atau *Dutch Cone Penetration Test* (CPT)

Uji penetrasi kerucut merupakan salah satu metode pengujian yang paling banyak digunakan dan diterima di dunia untuk menentukan kapasitas dukung tanah melalui sifat tanah. Jika kita memancang tiang sampai ke tanah keras

melalui lapisan tanah lempung, maka untuk menghitung daya dukung tiang disini kita perhitungkan baik berdasarkan pada tahanan ujung (*end bearing*) maupun *cleef* (*friction pile*) (Sardjono, 1991: 45).

2.7 Daya Dukung Ijin Tiang

Daya dukung ijin tiang ditinjau berdasarkan kekuatan ijin tekan dan kekuatan ijin tarik. Hal tersebut dipengaruhi oleh kondisi tanah dan kekuatan material tiang itu sendiri (Pamungkas, 2013).

2.7.1 Daya Dukung Ijin Tekan

Analisis daya dukung ijin tekan pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut :

Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat)

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.13)$$

$$Q_u = q_c \times A_p + T_f \times A_{st} \quad (2.14)$$

$$Q_a = \frac{q_c \times A_p}{FK1} + \frac{T_f \times A_{st}}{FK2} \quad (2.15)$$

dimana:

Q_u = daya dukung ultimit tekan tiang

Q_p = daya dukung ujung tiang

Q_s = daya dukung friksi

Q_a = daya dukung ijin tekan tiang

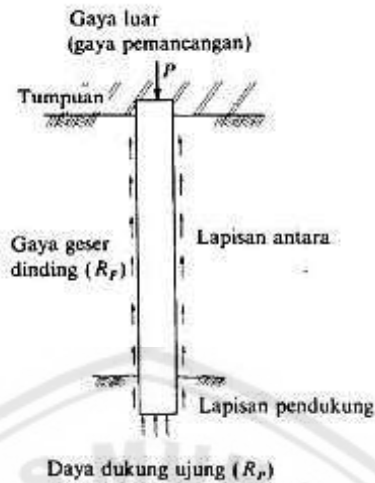
q_c = tahanan ujung konus sondir

A_p = luas penampang tiang

T_f = total friksi/jumlah hambatan pelekot

A_{st} = keliling penampang tiang

FK1, FK2 = faktor keamanan, 3 dan 5



Gambar 2.7 Mekanisme daya dukung tiang

Sumber: Sosrodarsono & Nakazwa, 2000

2.7.2 Daya Dukung Horizontal

Dalam analisis gaya horizontal, tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan penutup tiang (*pile cap*). Karena itu, tiang dibedakan menjadi dua, yaitu:

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*)

McNulty (1965) mendefinisikan bahwa tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) pada *pile cap* paling sedikit sedalam 60 cm. Dengan demikian untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kurang dari 60 cm termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*).

(a) Pada tanah kohesif dan ujung terjepit.

Untuk tiang pendek memiliki persamaan daya dukung horizontal sebagai berikut:

$$H_u = 9 C_u D \left(L_p - \frac{3D}{2} \right) \quad (2.16)$$

$$M_{\max} = H_u \left(\frac{L_p}{2} - \frac{3D}{2} \right) \quad (2.17)$$

Untuk tiang dengan panjang sedang, dimana tiang akan mengalami keluluan ujung atas yang terjepit (Gambar 2.8. (b)), Persamaan (2.18) dapat digunakan untuk menghitung M_y , yaitu dengan mengambil momen terhadap-

permukaan tanah.

$$M_y = \left(\frac{9}{4}\right) C_u Dg^2 - 9 C_u Df \left(\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}\right) \quad (2.18)$$

$$H_u \text{ dihitung dengan mengambil } L_p = \frac{3D}{2} + f + g \quad (2.19)$$

Dimana:

c_u = *undrained strength*.

D = diameter tiang.

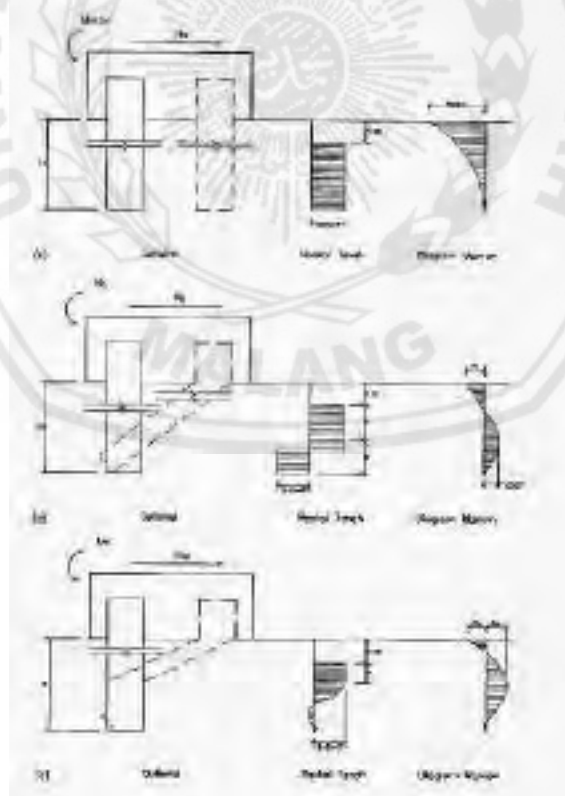
L_p = panjang tiang yang tertanam

Kontrol momen maksimum pada kedalaman $(f + \frac{3D}{2})$ lebih kecil dari M_y .

Jika $M_{max} > M_y$ maka tiang tergolong tiang panjang.

Untuk tiang panjang ($M_{max} > M_y$), nilai H_u dinyatakan dalam persamaan berikut:

$$H_u = \frac{2 M_y}{\frac{3D}{2} + \frac{f}{2}} \quad (2.20)$$



**Gambar 2.8 Tiang Ujung Jepit dalam Tanah Kohesif
(Broms, 1964) (a) Tiang Pendek (b) Tiang Sedang (c) Tiang Panjang.**

2.7.3 Daya Dukung Ijin Tarik

Analisis daya dukung ijin tarik pondasi tiang terhadap kekuatan tanah mempergunakan formula sebagai berikut:

Berdasarkan data sondir (Guy Sangrelat, Mayerhof)

$$T_{ug} = T_{un} + W \quad (2.21)$$

$$T_a = \frac{(T_f \times A_{st}) \times 0,70}{FK2} + W \quad (2.22)$$

dimana:

T_{ug} = daya dukung ultimit tarik tiang bruto

T_{un} = daya dukung ultimit tarik tiang netto

T_a = daya dukung ijin tarik tiang

W = berat pondasi

2.8 Jumlah Tiang Yang Diperlukan

Perhitungan jumlah tiang yang diperlukan pada suatu titik kolom menggunakan beban aksial dengan kombinasi beban DL + LL (beban tak terfaktor). Jumlah tiang yang diperlukan dihitung dengan membagi gaya aksial yang terjadi dengan daya dukung tiang (Pamungkas, 2013).

$$np = \frac{P}{P_{all}} \quad (2.23)$$

dimana:

np = jumlah tiang

P = gaya aksial yang terjadi

P_{all} = daya dukung ijin tiang

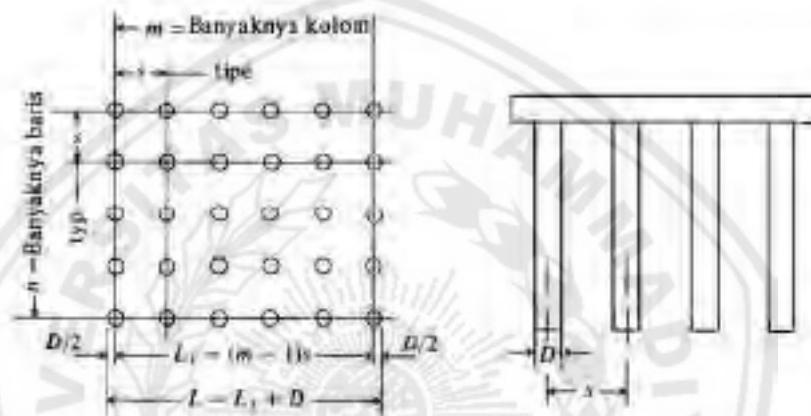
2.9 Daya Dukung Kelompok Tiang (*Pile Group*)

Dalam menentukan daya dukung kelompok tiang tidak cukup dengan meninjau daya dukung satu tiang (*single pile*) yang dikalikan dengan banyaknya tiang dalam kelompok tiang tersebut, sebab daya dukung kelompok tiang (*pile group*) belum tentu sama dengan daya dukung satu tiang (*single pile*) dikalikan dengan jumlah tiang (Sardjono, HS, 1991).

Hal ini karena intervensi (tumpang tindihnya) garis-garis tegangan dari tiang-tiang yang berdekatan (*group action*). Pengurangan daya dukung kelompok tiang ini biasanya dinyatakan dalam suatu angka efisiensi (Pamungkas, 2013).

Perhitungan efisiensi kelompok tiang berdasarkan rumus Converse-Labbarre dari *Uniform Building Code* AASHTO adalah:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 mn} \quad (2.24)$$



Gambar 2.9 Efisiensi tiang-pancang kelompok

(Sumber: Joseph E. Bowles, 1993)

dimana:

E_g = efisiensi kelompok tiang

θ = arc tg (D/s) (derajat)

D = ukuran penampang tiang

s = jarak antar tiang (as ke as)

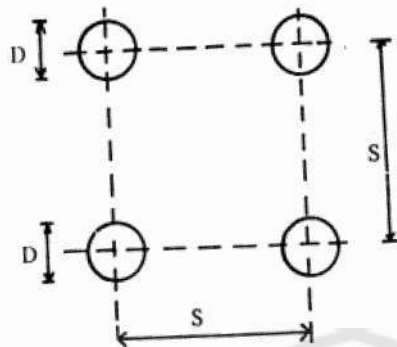
m = jumlah tiang dalam satu kolom

n = jumlah tiang dalam satu baris

Daya dukung ijin kelompok tiang = E_g x jumlah tiang x daya dukung ijin tiang. Daya dukung kelompok tiang harus lebih besar dari gaya aksial yang terjadi (Pamungkas, 2013).

2.10 Jarak antar Tiang dalam Kelompok

Berdasarkan pada perhitungan daya dukung tanah oleh Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L disyaratkan:



$$S \geq 2,5 D \quad (2.25)$$

$$S \geq 3 D \quad (2.26)$$

dimana:

S : jarak masing-masing dalam kelompok (spacing)

D : diameter tiang

Gambar 2.10 Jarak Pusat ke Pusat Tiang

(Sumber: Sardjono, 1991)

Terdapat ketentuan bahwa jarak antar kedua tiang dalam kelompok tiang yaitu minimum 0,60 m dan maksimum 2,00 m.

2.11 Beban Maksimum Tiang pada Kelompok Tiang

Formasi tiang dalam satu kelompok tiang dan beban-beban yang bekerja diatas tiang akan berpengaruh pada suatu kelompok tiang. Tiang-tiang akan mengalami gaya tekan dan gaya tarik. Oleh karena itu, harus dipastikan bahwa masing-masing tiang mampu menahan beban dari struktur diatasnya sesuai dengan daya dukungnya.

Beban aksial dan momen yang bekerja akan didistribusikan ke *pile cap* dan kelompok tiang berdasarkan rumus elastisitas dengan menganggap bahwa *pile cap* kaku sempurna, sehingga pengaruh gaya yang bekerja tidak menyebabkan pile cap melengkung atau deformasi. Untuk mencari beban maksimum dan minimum yang bekerja pada kelompok tiang tersebut dapat dilihat melalui persamaan berikut :

$$P_{\frac{max}{min}} = \frac{P_u}{n_p} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \sum y^2} \quad (2.27)$$

dimana:

P max = beban maksimum tiang

P_u = gaya aksial yang terjadi (terfaktor)

M_y = momen yang bekerja tegak lurus sumbu y

M_x = momen yang bekerja tegak lurus sumbu x

X_{max} = jarak tiang arah sumbu x terjauh

Y_{max} = jarak tiang arah sumbu y terjauh

Σx^2 = jumlah kuadrat X

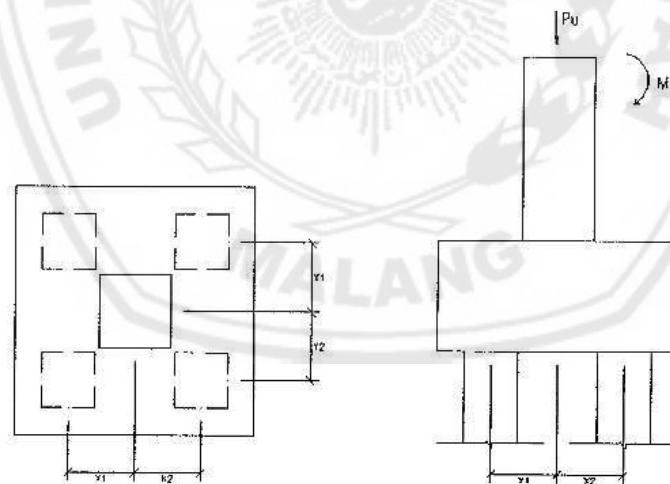
Σy^2 = jumlah kuadrat Y

n_x = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu x

n_y = banyak tiang dalam satu baris arah sumbu y

n_p = jumlah tiang

Bila P maksimum yang terjadi bernilai positif, maka *pile cap* mendapatkan gaya tekan. Bila P maksimum yang terjadi bernilai negatif, maka *pile cap* mendapatkan gaya tarik. Dari hasil-hasil tersebut dapat dilihat apakah masing-masing tiang masih memenuhi daya dukung tekan dan/atau tarik bila ada (Pamungkas, 2013).



Gambar 2.11 Beban yang Bekerja pada *Pile Cap*

(Sumber:Pamungkas,2013)

2.12 Penurunan Tiang Kelompok

Pada suatu kelompok tiang pancang (*pile group*) yang di atasnya dihubungkan satu sama lain dengan *pile cap* yang apabila kelompok tiang pancang tersebut menerima beban secara merata, maka akan terjadi penurunan secara merata pula.

Penurunan kelompok tiang pancang yang dipancang sampai lapisan tanah keras (lapisan pasir padat) akan kecil sehingga tidak mempengaruhi bangunan di atasnya, karena itu perhitungan *settlement* tidak perlu diperhitungkan. Kecuali bila di bawah lapisan tanah keras (lapisan pasir padat) tersebut terdapat lapisan lempung maka penurunan kelompok tiang pancang tersebut perlu diperhitungkan (Sardjono, 1991).

Penurunan tiang pada kelompok tiang merupakan jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam waktu dekat (*immediate settlement* atau *elastic settlement*) S_i dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) S_c (Pamungkas, 2013).

Penurunan total merupakan penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut.

$$S = S_i + S_c \quad (2.28)$$

dimana:

S = penurunan total

S_i = immediate settlement

S_c = consolidation settlement

2.12.1 Penurunan Segera (*Immediate Settlement*)

Penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan disebut penurunan segera. Menurut Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1956), hal itu dirumuskan sebagai berikut (Pamungkas, 2013).

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{q_B}{E_u} \quad (2.29)$$

dimana:

S_i = penurunan segera

q = tekanan yang terjadi ($\frac{P_u}{A}$)

B = lebar kelompok tiang

E_u = modulus diformasi pada kondisi undrained

μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H
(Gambar 2.19)

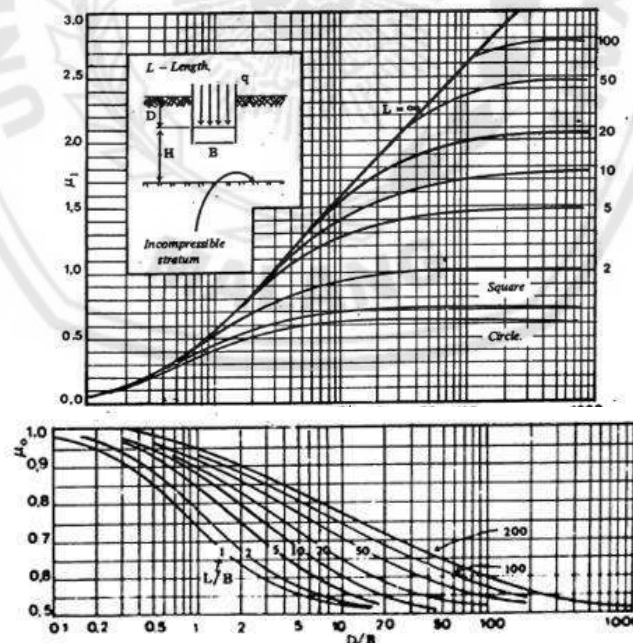
μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f (Gambar 2.12)

Harga modulus deformasi E_u diperoleh dari kurva tegangan regangan (*stress strain curve*) yang dihasilkan dari percobaan pembebanan tekan pada tanah kondisi *undrained*. Biasanya lebih dapat diandalkan untuk mendapatkan harga E_u dari persamaan Bowles (1977) untuk pengujian kerucut statis (sondir) sebagai berikut:

$$E_u = 3q_c \text{ (untuk pasir)} \quad (2.30)$$

$$E_u = 2 \text{ sampai } 8q_c \text{ (untuk lempung)}$$

$$E_u = 400 \cdot C_u \quad (2.31)$$



Gambar 2.12 Grafik Hubungan μ_i , μ_o , Kedalaman Pondasi (D_f) dan Lebar Pondasi (B). (Janbu, Bjerrum dan Kjaernsli).

(Sumber: Pamungkas, 2013)

2.12.2 Penurunan Konsolidasi (*Consolidation Settlement*)

Konsolidasi adalah suatu proses pengecilan isi tanah jenuh secara perlahan-lahan dengan permeabilitas rendah akibat keluarnya air pori. Proses tersebut berlangsung terus sampai kelebihan tekanan air pori yang disebabkan oleh kenaikan tegangan total telah benar-benar hilang. Pada kondisi konsolidasi tanah yang terkonsolidasi normal, jika tebal lapisan tanah sama dengan H maka penurunan yang terjadi:

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \quad (2.32)$$

Dengan substitusi persamaan menjadi:

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H = \frac{H}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (2.33)$$

Keterangan:

S_c = penurunan konsolidasi (m).

H = tebal lapisan tanah (m).

e_0 = angka pori pada tegangan P_0 (angka pori asli).

e = angka pori pada tegangan P .

C_c = indeks pemampatan (*compression index*).

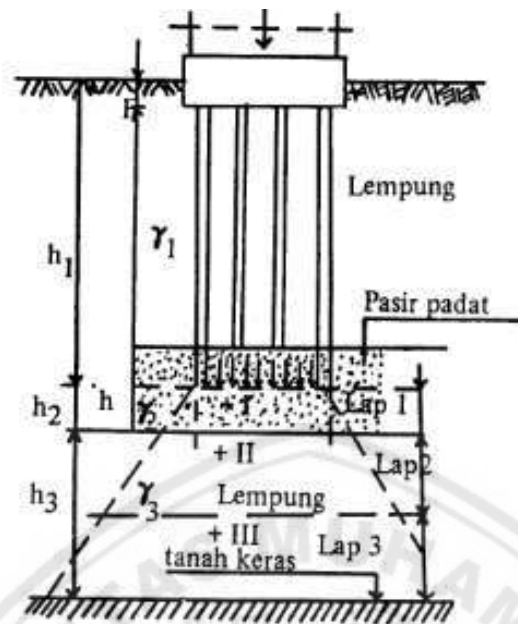
$$= 0,156 \cdot e_0 + 0,0107 \quad (\text{Rendon-Herrero-1980}) \quad (2.34)$$

P_0 = tegangan efektif pada lapisan tanah (t/m^2).

$$= \gamma_1 \times h_1 + (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \times h_2 + \dots \quad (2.35)$$

Δp = perubahan tegangan pada lapisan tanah (t/m^2).

$$= \frac{A_0}{A_1} \cdot q \quad (2.36)$$



Gambar 2.13 Penurunan Konsolidasi Kelompok Tiang
(Sumber: Sardjono, 1991)

2.13 Perencanaan *Pile Cap*

Pile cap berfungsi untuk mengikat tiang-tiang menjadi satu kesatuan dan memindahkan beban kolom kepada tiang. *Pile cap* biasanya terbuat dari beton bertulang. Perencanaan *pile cap* dilakukan anggapan sebagai berikut.

1. *Pile cap* sangat kaku.
2. Ujung atas tiang menggantung pada *pile cap*. Karena itu, tidak ada momen lentur yang diakibatkan oleh *pile cap* ke tiang.
3. Tiang merupakan kolom pendek dan elastis. Karena itu distribusi tegangan dan deformasi membentuk bidang rata (Pamungkas, 2013).

2.13.1 Penulangan *Pile Cap*

Penulangan *pile cap* dianggap sama dengan penulangan pelat. Perencanaan penulangan *pile cap* mempunyai beberapa langkah sebagai berikut (Y. Rusdianto, 2005).

- A. Merencanakan sebagai balok persegi dengan lebar (b) dan tinggi efektif (d).

$$K \text{ perlu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2} \quad (2.37)$$

dimana:

Mu = momen yang terjadi pada balok (kgm)

b = lebar balok (m)

h = tinggi balok (m)

d = tinggi efektif (m) = h – 60 mm (2.38)

B. Rasio penulangan yang dapat diperoleh dengan,

$$\omega = 0,85 - \sqrt{0,72 - 1,7 \frac{K}{fc'}} \quad (2.39)$$

$$\rho = \omega \cdot \frac{fc'}{fy} \quad (2.40)$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot fc'}{fy} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \quad (2.41)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad (2.42)$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} \quad (2.43)$$

Pemeriksaan terhadap rasio tulangan tarik : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

dimana:

Fc' = mutu beton (MPa)

Fy = mutu baja (Mpa)

$\beta_1 = 0,85$

C. Bila harga rasio penulangan tarik memenuhi syarat maka dilanjut dengan perhitungan luas tulangan.

$$As = \rho \cdot b \cdot d \text{ renc} \quad (2.44)$$

dimana:

As = luas tulangan (mm²)

D. Dengan hasil luas tulangan yang telah diketahui, maka dapat dilanjut dengan merencanakan diameter dan jarak tulangan yang disesuaikan dengan luas tulangan yang telah dihitung.

E. Pemeriksaan terhadap tinggi efektif yang dipakai ($d_{\text{pakai}} > d_{\text{rencana}}$)

$$d_{\text{pakai}} = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \cdot \emptyset \text{ tulangan} \quad (2.45)$$

2.13.2 Tinjauan Terhadap Geser

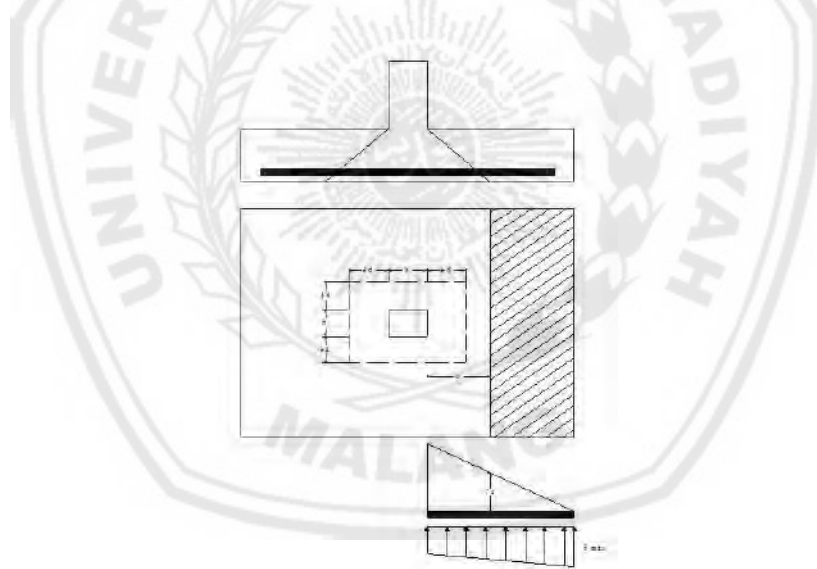
Perilaku *pile cap* sama dengan perilaku pondasi yang mana terhadap geser tidak berbeda dengan balok dan pelat (Y. Rusdianto, 2005).

2.13.2.1 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Satu Arah

Penampang kritis terhadap geser pada pelat pondasi terletak sejauh d dari muka reaksi terpusat dan terletak pada bidang yang melintang pada seluruh lebar pelat seperti terlihat pada Gambar 2.14. Apabila hanya geser dan lentur yang bekerja, maka kekuatan yang disumbangkan beton adalah,

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.46)$$

Gaya geser nominal penampang sejauh d dari muka kolom harus lebih kecil atau sama dengan kekuatan geser beton sehingga $V_n \leq V_c$.



Gambar 2.14 Penampang Kritis pada Pelat Pondasi pada Geser Satu Arah

Maka:

$$\frac{V_u}{\phi} \leq \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.47)$$

dimana:

V_u = gaya geser sejauh d dari muka kolom

V_c = geser beton

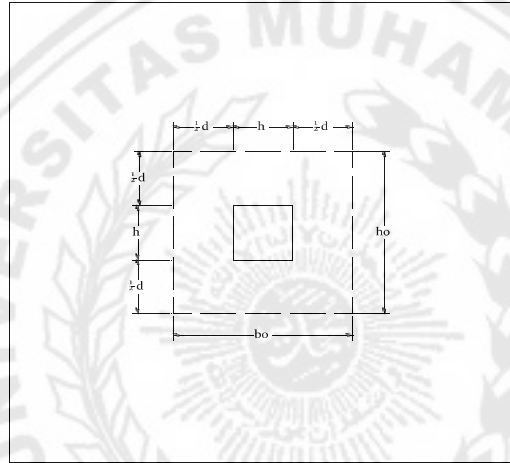
b_w = lebar pondasi (m)

$d = h - d'$ (h adalah tinggi pelat dan d' adalah selimut beton)

$\phi = 0,6$ (reduksi kekuatan untuk geser)

2.13.2.2 Kontrol Terhadap Geser Pons yang Bekerja Dua Arah

Bidang penampang kritis yang tegak lurus bidang pelat mempunyai keliling dengan masing-masing sisi sebesar b_0 dimana penampang kritis terjadi sejarak $\frac{1}{2} d$ dari muka tumpuan yang diperlihatkan pada Gambar 2.15. Kekuatan geser beton pada penampang kritis tersebut adalah,



Gambar 2.15 Daerah Geser Aksi Dua Arah Pada Pelat Pondasi

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_0}\right) 2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d \quad (2.48)$$

Dimana:

$$\begin{aligned} b_o &= \text{keliling daerah kritis} \\ &= 2 (b_o + h_o) \end{aligned} \quad (2.49)$$

$$\beta_0 = \frac{h}{b} \quad ; h \text{ (sisi panjang kolom)} \quad (2.50)$$

; b (sisi pendek kolom)

d = tinggi efektif penampang (m)

Gaya geser nominal penampang:

$$\frac{V_u}{\phi} = V_n \leq V_c + V_s \leq 4 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.51)$$

V_s = kuat geser tulangan geser.

$$V_u = \frac{P_u}{A} (h_o^2 - b_o^2) \quad (2.52)$$

P_u = beban berfaktor pada kolom

A = luas pondasi ($B \times L$)

2.14 Penulangan Pondasi Tiang Pancang

Penulangan tiang pancang dihitung berdasarkan kebutuhan pada waktu pengangkatan. Pengangkatan dibedakan menjadi dua yaitu pengangkatan dua titik dan pengangkatan satu titik. Dalam penulangan pondasi tiang pancang diperlukan adanya kontrol terhadap kekuatan bahan tiang pancang yaitu (Sardjono, 1991: 32):

$$\bar{P}_{\text{tiang}} = \bar{\sigma}_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}} \quad (2.53)$$

Dimana:

\bar{P}_{tiang} = kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang (kg)

$\bar{\sigma}_{\text{bahan}}$ = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm^2)

A_{tiang} = luas penampang tiang pancang (cm^2)

Untuk tegangan tekan beton maksimum sebagai kekuatan tekan lentur beton rencana, dapat dinyatakan sebagai (Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 N.I.-2):

$$\sigma = k_o \cdot \sigma'_{bk} \quad (2.54)$$

Dimana:

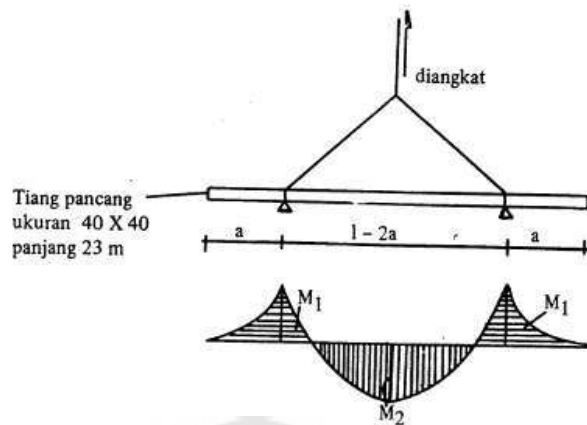
k_o = 0,5 ϕ untuk pembebanan tetap

= 0,6 ϕ untuk pembebanan sementara

σ'_{bk} = mutu beton (f_c')

2.14.1 Pengangkatan Dua Titik

Berikut ini merupakan gambar penulangan pondasi tiang pancang dengan pengangkatan dua titik.



Gambar 2.16 Pengangkatan Pondasi Tiang di Dua Titik
(Sumber: Sardjono, 1991)

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.55)$$

Dimana :

g = berat tiang pancang (kg/m)

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.56)$$

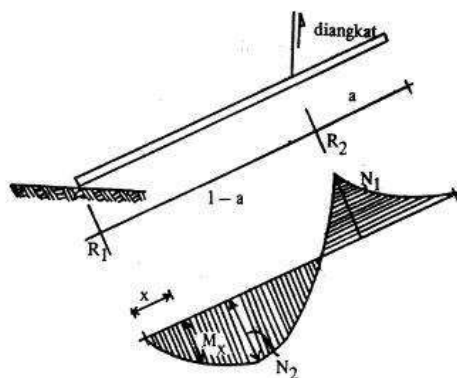
$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot g \cdot (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.57)$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0 \quad (2.58)$$

2.14.2 Pengangkatan Satu Titik

Berikut ini merupakan gambar penulangan pondasi tiang pancang dengan pengangkatan satu titik.



Gambar 2.17 Pengangkatan Pondasi Tiang di Dua Titik

(Sumber: Sardjono, 1991)

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 \quad (2.59)$$

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot (L - a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot a \cdot g^2}{L - a} \quad (2.60)$$

$$= \frac{g(L-a)}{2} - \frac{g \cdot a^2}{2(L-a)} \quad (2.61)$$

$$= \frac{g L^2 - 2 \cdot a \cdot g L}{2(L-a)} \quad (2.62)$$

$$M_x = R_1 x - \frac{1}{2} \cdot g \cdot x^2 \quad (2.63)$$

$$\text{Syarat ekstrim: } \frac{dM_x}{dx} = 0 \quad (2.64)$$

$$R_1 - gx = 0 \quad (2.65)$$

$$X = \frac{R_1}{g} = \frac{L^2 - 2 a L}{2(L-a)} \quad (2.66)$$

$$M_{\max} = M_2 = R_1 \frac{L^2 - 2 a L}{2(L-a)} - \frac{1}{2} \cdot g \left\{ \frac{L^2 - 2 a L}{2(L-a)} \right\}^2 \quad (2.67)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot g \frac{L^2 - 2 a L}{2(L-a)} \quad (2.68)$$

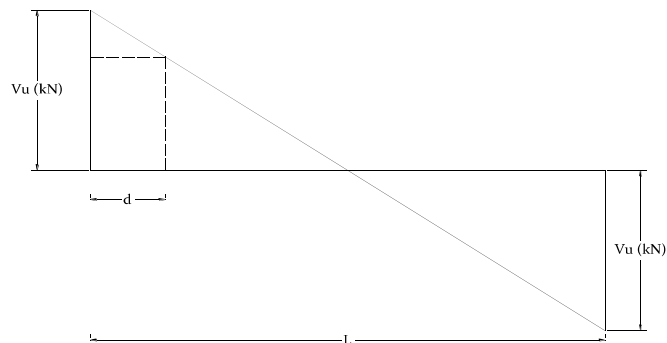
$$M_1 = M_2 \dots \dots \frac{1}{2} \cdot g \cdot a^2 = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \left\{ \frac{L^2 - 2 a L}{2(L-a)} \right\} \quad (2.69)$$

$$a = \frac{L^2 - 2 a L}{2(L-a)} \quad (2.70)$$

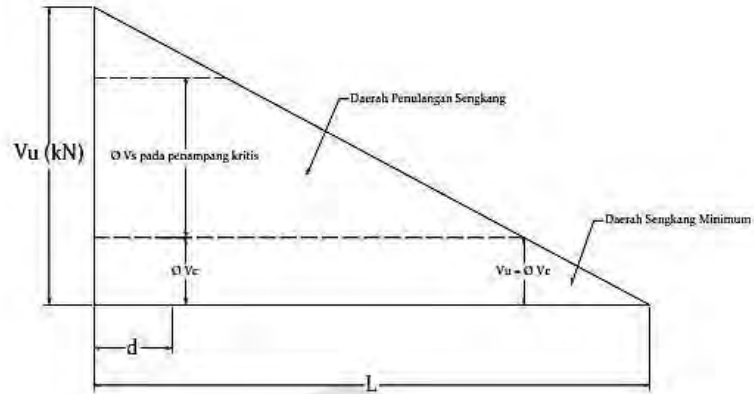
$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0 \quad (2.71)$$

2.14.3 Perencanaan Sengkang

Berikut ini merupakan langkah-langkah perhitungan dalam perencanaan sengkang (Y. Rusdianto, 2005):



Gambar 2.18 Diagram Geser



Gambar 2.19 Diagram Geser Setengah Bentang Balok

- A. Tinggi efektif penampang (d)

$$d = h - 60 \text{ mm} \quad (2.72)$$

- B. Gaya geser tumpuan (V_u)

$$V_u = \frac{1}{2} \cdot W_u \cdot L \quad (2.73)$$

Gaya geser penampang kritis (V_u kritis):

$$V_u \text{ kritis} = \frac{\frac{1}{2} - d}{\frac{L}{2}} \cdot V_u \quad (2.74)$$

Gaya geser disumbangkan oleh beton:

$$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2.75)$$

Dengan: $\phi V_c > V_u$ = dipakai sengkang minimum

Dimana:

b_w = lebar (m)

d = tinggi efektif (mm)

- C. Perencanaan jarak sengkang

Perencanaan jarak sengkang dibagi menjadi beberapa bagian (segmen) dari penampang kritis.

$$S_1 = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \quad (2.76)$$

$$S_{\max} = \frac{1}{2} \cdot d > S_1 \quad (2.77)$$

Dimana:

S = jarak sengkang (m)

A_v = 2 x luas tulangan (mm^2)

4.15 Perencanaan Sambungan *Pile Cap* dengan Tiang pancang

Perencanaan sambungan antara *pile cap* dengan tiang pancang yaitu agar tiang pancang terpasang sempurna serta mampu meneruskan gaya-gaya yang bekerja pada *pile cap* dari beban struktur atas.

4.15.1 Perencanaan Beton Pengisi

Beton pengisi merupakan bagian yang mengalami penambahan dan direncanakan dengan dianggap sebagai penampang beton bertulang. Oleh karena itu tiang pancang beton prategang diabaikan. Perencanaan pemakaian tulangan mengikuti sesuai dengan peraturan SKSNI T15:1991-03 sebagai berikut.

1. Menentukan luas tulangan longitudinal (A_{st}) yang akan digunakan. Menurut SNI 2847:2013, luas tulangan struktur komponen tekan tidak boleh kurang dari 0,01 A_g atau 0,08 A_g .

$$A_g = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \quad (2.78)$$

$$A_{st} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{st}^2 \text{ mm} \quad (2.79)$$

Dimana :

A_g = Luas penampang beton (mm^2)

A_{st} = Luas tulangan (mm^2)

D = Diameter penampang beton (mm)

D_{st} = Diameter tulangan (mm)

n = Jumlah tulangan

2. Penampang beton pengisi yang berbentuk lingkaran selanjutnya diekuivalenkan menjadi penampang persegi guna menentukan eksentrisitas dalam keadaan *balance*.

- a. Tinggi ekivalen

$$h_{eq} = 0,8 \times D \quad (2.80)$$

- b. Lebar ekivalen

$$b_{eq} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}{0,8 \times D} \quad (2.81)$$

- c. Luas tulangan total Ast didistribusikan pada dua lapis.

$$A_s = A_s' = \frac{1}{2} \cdot A_{st} \quad (2.82)$$

- d. Jarak antar lapis tulangan.

$$D_{seq} = \frac{2}{3} \times D_s \quad (2.83)$$

Dimana:

D_s : Tinggi efektif penampang (mm)

3. Cek eksentrisitas rencana yang diberikan (e) dibandingkan terhadap eksentrisitas *balance* (e_b)

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d_{eq} \quad (2.84)$$

$$A_b = \beta_1 \times C_b \quad (2.85)$$

Regangan pada baja tulangan.

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_s \left(C_b - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2} \right)}{C_b} \quad (2.86)$$

Tegangan leleh baja tulangan.

$$F_s' = E_s \times \epsilon_s' \quad (2.87)$$

Gaya aksial tekan dalam keadaan seimbang (*balance*)

$$P_{ub} = (0,85 \times f_c' \times A_b \times B_{eq}) + (A_s' \times F_s' - A_s \times f_y) \quad (2.88)$$

Momen dalam keadaan seimbang (*balance*).

$$M_{ub} = 0,85 \cdot f_c' \cdot A_b \cdot B_{eq} \cdot (1/2 h_{eq} - 1/2 A_b) + A_s' \cdot F_s' \cdot (1/2 h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2}) + A_s \cdot F_y \cdot (d_{eq} - 1/2 h_{eq}) \quad (2.89)$$

$$(1/2 h_{eq} - \frac{h_{eq} - D_{seq}}{2}) + A_s \cdot F_y \cdot (d_{eq} - 1/2 h_{eq})$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (2.90)$$

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \quad (2.91)$$

- Jika keadaan $P_u < P_b$ atau $e > e_b$, maka keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan tarik dengan eksentrisitas besar.

- Jika keadaan $P_u > P_b$ atau $e < e_b$, maka keruntuhan yang terjadi berupa keruntuhan tekan dengan eksentrisitas kecil.

4. Kontrol kuat tekan nominal penampang terhadap kuat tekan ultimit yang bekerja (factor reduksi kekuatan $\phi = 0,75$)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \quad (2.92)$$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} \quad (2.92)$$

$$P_n = 0,85 \cdot f_{c'} \cdot h^2 \left(\sqrt{\left(\frac{0,85 e_b}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_g m D_s}{2,5 h}} - \left(\frac{0,85 e_b}{h} - 0,38 \right) \right) \quad (2.93)$$

Syarat $\phi P_n \geq P_u$ (OK)

4.15.2 Panjang Beton Pengisi

Menurut Suyono S dan Kazuto Nakazawa (1994), panjang beton pengisi dirumuskan seperti berikut ini:

$$L_1 = 50 \times \phi \quad (2.94)$$

Dimana:

L_1 = Panjang penambahan beton pengisi (mm)

ϕ = Diameter tulangan longitudinal untuk pengisi beton (mm)

4.15.3 Panjang Jangkar Penulangan (Penyaluran)

Panjang penyaluran untuk tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi Tarik (l_d), tidak boleh kurang dari 300 mm dan harus sebesar persamaan seperti berikut (SNI 2847:2013):

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \lambda \sqrt{f_{c'}}} \cdot \frac{\psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) d_b \quad (2.95)$$

Dimana:

f_y : kuat Tarik baja tulangan biasa (MPa)

λ : Untuk beton ringan digunakan $\lambda = 0,7$

Untuk beton normal digunakan $\lambda = 1,0$

F_c' : Tegangan tekan beton (MPa)

Jika tulangan horizontal dipasang sehingga dari 300 mm-beton

Ψ_t : Segar dicor di bawah panjang penyaluran atau sambungan,
 $\Psi_t = 1,3$

Untuk situasi lainnya, $\Psi_t = 1,0$.

Ψ_e : Untuk batang tulangan dilapisi epoksi, batang tulangan dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi dengan selimut kurang dari $3d_b$, atau spasi bersih kurang dari $6d_b$, $\Psi_e = 1,5$. Untuk semua batang dilapisi epoksi, batang tulangan dilapisi ganda bahan seng dan epoksi, atau kawat dilapisi epoksi lainnya, $\Psi_e = 1,2$. Untuk tulangan tidak dilapisi dan dilapisi bahan seng, $\Psi_e = 1,0$. Hasil Ψ_e = tidak perlu lebih besar dari 1,7.

Ψ_s : Untuk batang tulangan atau kawat ulir D-19 atau lebih kecil, $\Psi_s = 0,8$. Untuk batang tulangan D-22 yang lebih besar, $\Psi_s = 1,0$.

C_b : permukaan beton terdekat, dan setengah spasi pusat ke pusat batang tulangan atau kawat yang disalurkan (mm)

d_b : Diameter tulangan pokok (mm)

Untuk nilai-nilai ruas pengekanan, $\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right)$, tidak boleh diambil lebih besar dari 2,5. Nilai K_{tr} dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$K_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{S n} \quad (2.95)$$

Dimana:

A_{tr} : Luas penampang total semua tulangan transversal dalam spasi s, (mm²)

s : Spasi pusat ke pusat tulangan longitudinal (mm)

n : Jumlah batang tulangan atau kawat yang disambung atau disalurkan sepanjang bidang pembelahan.

Dijijinkan untuk menggunakan $K_{tr} = 0$ sebagai penyederhanaan desain meskipun terdapat tulangan transversal.

Untuk batang tulangan ulir dan kawat ulir dalam kondisi tekan (l_{dc}), harus diambil nilai yang terbesar dalam dua persamaan sebagai berikut akan tetapi tidak boleh kurang dari 200 mm (SNI 2847:2013)

$$l_{dc} = \left(\frac{0,24 \cdot f_y}{\lambda \sqrt{f_{c'}}} \right) d_b \quad (2.96)$$

$$l_{dc} = (0,043 \cdot f_y) d_b \quad (2.97)$$

Dimana:

F_y : Kuat tarik baja tulangan biasa (MPa)

λ : Untuk beton ringan digunakan $\lambda = 0,7$

Untuk beton noemal digunakan $\lambda = 1,0$

$F_{c'}$: Tegangan tekan beton (MPa)

d_b : Diameter tulangan pokok (mm)